



DIMENSIONAMENTO DO REFORÇO DE UMA TORRE METÁLICA ESTAIADA DE SEÇÃO QUADRADA COM USO DE ESTACA RAIZ - ESTUDO DE CASO

Orientando Rafael Tournier Viana (1), Orientador Adailton Antônio dos Santos (2);

UNESC – Universidade do Extremo Sul Catarinense
(1)rafaelvianars@hotmail.com (2)adailton@unesc.net

RESUMO

Neste trabalho foi realizado o dimensionamento geotécnico de um reforço de fundação de uma torre metálica estaiada, de seção quadrada, situada na cidade de Uberaba – MG. A obra trata-se de uma torre de telecomunicações, na qual foi preciso a ampliação dos seus serviços e, conseqüentemente, o aumento da carga gerada pela estrutura. Fato este, que gerou a necessidade, de verificação da capacidade de carga admissível, da fundação existente. Nessa obra, a fundação existente, tanto da base da torre como dos estais, é composta por tubulão. Foi então verificada, através do Método de Terzaghi, e com auxílio das informações constantes no relatório de sondagem, a capacidade de compressão e de tração da fundação existente. Constatada a necessidade de reforço, realizou-se o dimensionamento geotécnico, através dos métodos de Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978) e David Cabral (1996). O método de David Cabral apresentou os resultados mais satisfatórios, pelo fato de levar em consideração a pressão de injeção, adotando para esse estudo 2 kgf/cm², a partir dos 4m. Constatou-se que o método de Aoki & Velloso (1975), dentre os métodos estudados, foi o mais conservador. Baseado nos resultados encontrados, por meio do método de David Cabral, optou-se como reforço de fundação estacas raiz com 20 cm de diâmetro, apoiadas na profundidade de 7 m para base da torre e 6 m nos estais.

Palavras-Chave: Investigação geotécnica. Dimensionamento Geotécnico. Estaca Raiz. Método de Aoki & Velloso (1975). Método de Décourt e Quaresma (1978). Método de David Cabral (1996).

1. Introdução

Devido à expansão dos serviços das empresas de telefonia, e implantação de novas tecnologias é comum que essas empresas detentoras de torres metálicas solicitem o aumento da capacidade de carga, tornando mais viável economicamente do que construir uma nova estrutura. Desse modo, além da estrutura metálica, a fundação também necessita absorver esses esforços, sem oferecer riscos à integridade da torre.

Caso ocorra o mau funcionamento de um dos dois elementos, poderão ocorrer problemas patológicos nas peças, prejudicando a estabilidade da estrutura, ou mesmo levando-a ao colapso.

Portanto, para evitar este problema na obra, objeto de estudo, analisou-se no presente trabalho, os projetos (estruturais e de fundação), e as características geotécnicas do solo de fundação, definindo-se a necessidade ou não de se reforçar a fundação existente, determinando-se o tipo de reforço a ser aplicado e o dimensionamento do mesmo.

A obra em questão encontra-se na cidade de Uberaba/MG, e trata-se de uma torre metálica estaiada de seção quadrada, com altura útil de 75m, composta por 8 estais. A fundação existente da base da torre como dos estais é composta por tubulão.

2. Materiais e Métodos

Para o desenvolvimento do presente trabalho, analisou-se a estrutura existente, de uma torre estaiada de seção quadrada, sendo que esta é responsável pelo surgimento dos esforços adicionais na fundação original. Levaram-se em consideração as características da estrutura e do solo no qual a mesma se encontra apoiada.

Quanto às características do solo, analisaram-se as informações obtidas através da investigação geotécnica (sondagem SPT), o que possibilitou traçar o perfil estratigráfico estimado, somado aos estudos feitos na região tais como: formação geológica, topografia e construções vizinhas.

Por não se ter disponibilizado o projeto da fundação existente, realizou-se uma investigação *in loco*, e levantadas informações quanto suas dimensões, ferragem e a profundidade, na qual se encontra apoiada.

Após estas etapas, através do método de Terzaghi (1943), foi possível verificar se a fundação existente (tubulão) suportaria os esforços de tração e compressão. O dimensionamento geotécnico, do reforço das fundações foi realizado através dos métodos de Aoki & Velloso (1975), Décourt & Quaresma (1978) e David Cabral (1996), e com auxílio de planilhas eletrônicas. De posse do dimensionamento geotécnico, elaborou-se o projeto executivo, do reforço da fundação existente e seu respectivo custo de implantação.

2.1 LOCALIZAÇÃO DA OBRA

A obra está situada na Avenida Olímpio Jacinto da Silva, nº3, Vila Arquelau, Uberaba/MG, cujas coordenadas UTM são 7817225,63897 N e 195468,24859 E, conforme Figura 1.

Figura 01 – Foto de satélite da localização da obra



Fonte: Google maps.

2.2 CARACTERIZAÇÃO DA OBRA

A obra trata-se de um site de telecomunicações (Figura 02), na qual possui uma torre metálica estaiada de seção quadrada, com altura útil de 75 m, composta por 8 estais, cuja proprietária é a empresa CTBC Celular S.A.

Com a tecnologia em expansão no país e com o aquecimento do mercado no ramo de telecomunicações, torna-se necessário a ampliação da rede. Portanto, é preciso que se garanta a integridade da estrutura de acordo com as normas solicitadas por cada empresa, para a instalação de novas antenas e equipamentos.

Figura 02 – Torre Estaiada de Seção Quadrada



Fonte: AM Telecomunicações, 2010

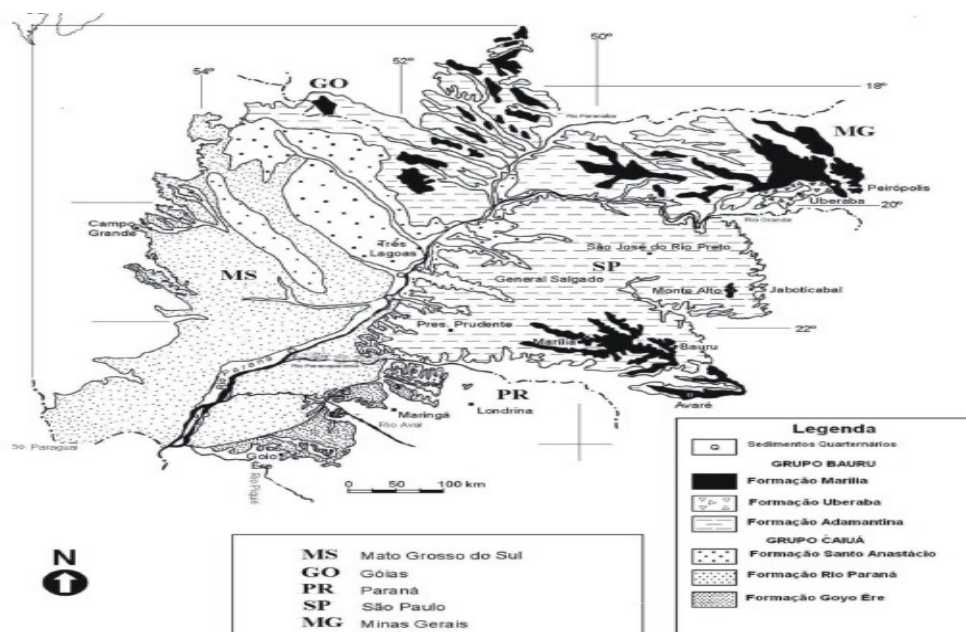
Numa estrutura metálica composta pela união de várias peças metálicas, unidas por conectores, há necessidade de se tomar uma série de cuidados. Essas peças são de aço de material sujeito a processos corrosivos, que podem comprometer a durabilidade da estrutura e até mesmo sua resistência mecânica levando-a ao colapso.

Visando garantir a integridade da estrutura, no decorrer de sua vida útil, caso haja necessidade de alteração no carregamento, são elaborados laudos estruturais, onde constam as condições da estrutura vertical e da fundação, os quais relatam a necessidade ou não de reforço. Logo, quando constatada a necessidade do reforço da estrutura vertical, em que o mesmo acabará gerando um acréscimo de esforços não suportados pela fundação existente, é necessário a elaboração de um projeto de reforço da fundação, para que ambos os reforços, suportem os esforços para manter os padrões de segurança exigidos pelas normas.

2.3 GEOLOGIA REGIONAL

O Triângulo Mineiro, está localizado numa grande unidade geotectônica, denominada Bacia Bauru (Figura 03). A bacia apresenta uma espessura máxima em torno de 300 m e uma área de 370.000 km², situada na parte centro-sul, da plataforma sul-americana e formada no Neocretáceo (70 a 135 Ma).

Figura 03 – Mapa Geológico da Bacia Bauru



Fonte: Prefeitura Municipal de Uberaba/MG (2009).

O Grupo Bauru (Figura 03) abrange grande parte da região composta pelas Formações Adamantina, Uberaba e Marília, essa última localizada no estado de São Paulo. (FERNANDES & COIMBRA, 1996).

2.3.1 Geologia local

O município de Uberaba está inserido na Formação Uberaba. Essa unidade geológica é composta por grande quantidade de materiais de retrabalhamento de rochas ígneas efusivas e intrusivas básicas, ultrabásicas e intermediárias, alcalinas ou não. (Hasui, 1967).

Formada por sedimentos siliciclásticos, depositados há aproximadamente 83 milhões de anos, tem como característica coloração verde acinzentado ao verde oliva.

Exibe rochas epiclásticas, de seleção moderada, com notável quantidade de grãos clásticos de perovskita. Tendo como composição arenitos finos e lamitossiltosos, arenitos finos subordinados, com matriz argilosa, intercalações menos expressivas de arigilitos, arenitos conglomeráticos e conglomerados com matriz argilosa. Na maioria predomina sedimentos, como arenitos e arenitos feldspáticos, mal selecionados e angulosos de granulometria muito grossa e fina.

2.4 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

A empresa responsável pela investigação do solo no site de telecomunicações foi a Geometa Engenharia de Fundações Ind. e Com. Ltda.

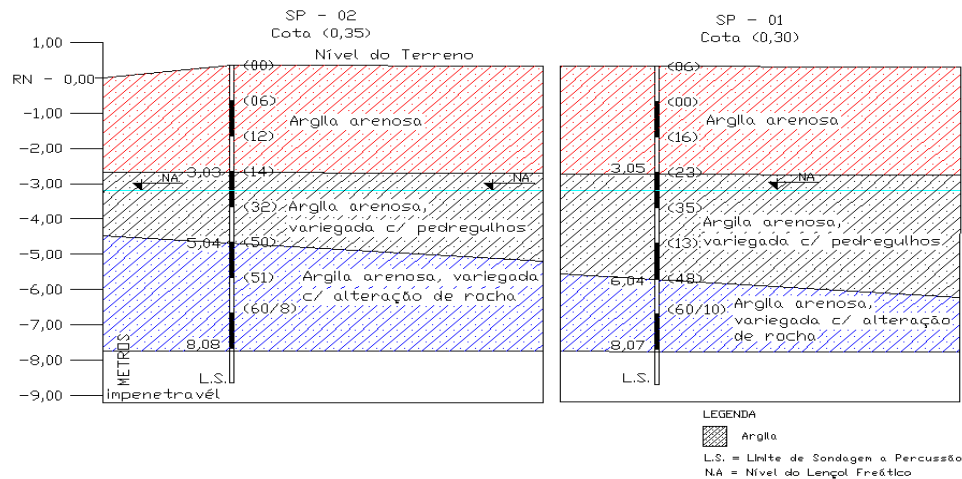
O método utilizado foi sondagem de simples reconhecimento com ensaio de SPT, de acordo com recomendações da NBR 6484/2001. A investigação resumiu-se na execução de dois furos de sondagem SP-01 e SP-02, com medidas de resistência dinâmica SPT, e baseados nos resultados dos mesmos, elaborou-se o perfil estratigráfico estimado.

2.4.1 Perfil estratigráfico estimado

Com base nos perfis de sondagem SP-01 e SP-02, produto da investigação geotécnica, elaborou-se o perfil estratigráfico estimado da área de estudo, para uma

melhor visualização das camadas. A Figura 04 apresenta o perfil estratigráfico estimado.

Figura 04 – Perfil estratigráfico estimado do solo SP-01 e SP-02



Fonte: Do Autor, 2012.

2.5 ANÁLISE DA FUNDAÇÃO EXISTENTE

É de fundamental importância a realização de um estudo prévio e detalhado da fundação existente, para a verificação da necessidade do reforço, para o que realizou-se a verificação da mesma, através do método de Terzaghi (1943).

No caso estudado, a fundação, tanto da torre como dos estais, é do tipo tubulão. A empresa AM Telecomunicações foi a responsável pelo mapeamento e investigação da fundação.

2.6 MÉTODO DE TERZAGHI

Segundo Terzaghi (1943) e obras de Terzaghi e Peck (1948, 1967), a ruptura do solo abaixo da base não pode ocorrer sem deslocamento de solos para os lados e para cima. Na extensão do seu comprimento, o solo é bem mais compressível do que abaixo da base, desse modo, os deslocamentos produzem tensões cisalhantes desprezíveis, ao longo de sua extensão. A tensão admissível do solo é calculada pela Equação 01, quando for o caso de base circular:

- Para base circular (diâmetro B)

$$q_{p,ult} = 1,2 \cdot c \cdot N_c + \gamma \cdot L \cdot N_q + 0,6 \cdot \gamma \cdot \frac{B}{2} \cdot N_\gamma \quad \text{equação (1)}$$

Em que:

c = Coesão;

γ = Peso específico do solo;

L = Comprimento do elemento de fundação;

Os valores de N_c , N_q e N_γ são denominados fatores de capacidade de carga, cujos valores estão na tabela 01.

Tabela 01 – Fatores de Capacidade de Carga

ϕ	Ruptura Geral			Ruptura Local		
	N_c	N_q	N_γ	N'_c	N'_q	N'_γ
0	5,7	1,0	0,0	5,7	1,0	0,0
5	7,3	1,6	0,5	6,7	1,4	0,2
10	9,6	2,7	1,2	8,0	1,9	0,5
15	12,9	4,4	2,5	9,7	2,7	0,9
20	17,7	7,4	5,0	11,8	3,9	1,7
25	25,1	12,7	9,7	14,8	5,6	3,2
30	37,2	22,5	19,7	19,0	8,3	5,7
34	52,6	36,5	35,0	23,7	11,7	9,0
35	57,8	41,4	42,4	25,2	12,6	10,1
40	95,7	81,3	100,4	34,9	20,5	18,8

Fonte: Do autor, 2012

2.7 CAPACIDADE DE CARGA DA FUNDAÇÃO EXISTENTE

A determinação da capacidade de carga admissível da fundação existente, realizada através do método Terzaghi (1943), teve por objetivo verificar se os esforços de compressão e de tração seriam suportados pela mesma, certificando-se que não ocorreria colapso do solo.

Na verificação a tração desprezou-se a contribuição do solo, por não se tratar de um tubulão com base alargada. Os parâmetros do solo, tais como peso específico (γ) e a coesão (c), foram determinados através de correlações com o NSPT. O NSPT utilizado foi a média dos valores situados no bulbo de tensões gerado pelos tubulões, adotando-se para o cálculo, a pior condição entre os dois furos de sondagem realizados. O comprimento do bulbo é duas vezes o diâmetro do tubulão, onde está assentado o mesmo.

$$Nspt\ médio = \frac{12 + 14}{2} = 13$$

A coesão utilizada foi minorada em 1,6, conforme recomendação da NBR 6122/96, por ser obtido através de correlações. Na norma também consta o coeficiente de 1,5, na verificação ao arrancamento oriundo do esforço de tração. Foi então verificado se a fundação existente absorveria os esforços de solicitação de compressão e tração.

2.7.1 Características da fundação da base da torre

Conforme mapeamento e investigação da fundação executada, a mesma é composta por um tubulão com as dimensões de 2,55 m de comprimento e Ø0,80 m de diâmetro. O mesmo encontra-se sob um bloco de coroamento de 1,50 m x 1,50 m x 0,70 m. A armadura do tubulão é composta por barras Ø12,5 mm e os estribos de Ø5 mm.

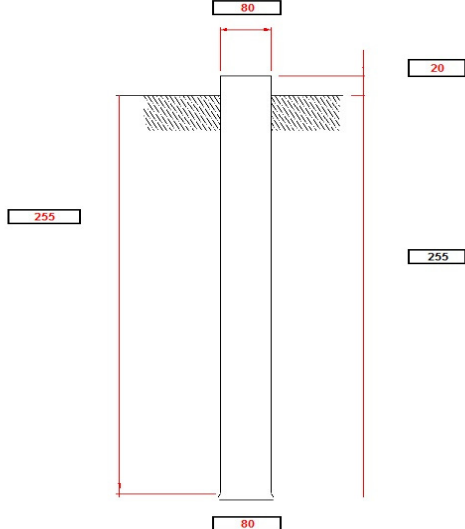
2.7.2 Características da fundação dos estais

A fundação é composta por um tubulão com as dimensões de 2,87 m de comprimento e Ø0,80 m de diâmetro. O mesmo encontra-se sob um bloco de coroamento de 1,00 m x 1,00 m x 0,60 m.

A armadura do tubulão é composta por barras Ø12,5 mm e os estribos de Ø5 mm, porém não foi possível verificar no levantamento, a quantidade e nem o espaçamento em ambos os casos.

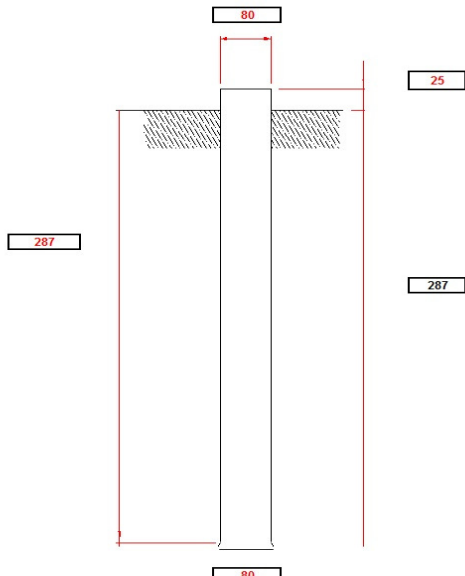
A análise dos resultados constantes nas Figuras 5 e 6, deixa clara a necessidade de se reforçar os tubulões. Esta constatação encontra-se embasada no fato do tubulão da base da torre, não resistir aos esforços de compressão e tração e o dos estais não resiste aos esforços de tração.

Figura 05 – Verificação da fundação existente na base da torre.

	DIMENSIONAMENTO À TRAÇÃO									
	$F_{\text{tração}} = 36600,00 \text{ Kgf}$	$P_{\text{total 1 / F tração}} \geq 1,5$ VERIFICAÇÃO = REVISAR								
	$P_{\text{solo}} = 0,00$ $P_{\text{concr.}} = 7141,92$ $P_{\text{total 1}} = 7141,92$									
	VOLUME DO CONCRETO									
	<table border="1"> <tr><th colspan="2">Volume</th></tr> <tr><td>Fuste</td><td>$V1 = 1,282$</td></tr> <tr><td>Bloco</td><td>$V2 = 1,575$</td></tr> <tr><td>V_{total}</td><td>2,857</td></tr> </table>	Volume		Fuste	$V1 = 1,282$	Bloco	$V2 = 1,575$	V_{total}	2,857	
Volume										
Fuste	$V1 = 1,282$									
Bloco	$V2 = 1,575$									
V_{total}	2,857									
	VOLUME DO SOLO									
	<table border="1"> <tr><td>V_{solo}</td><td>0,000</td></tr> <tr><td>Raio Maior</td><td>0,00</td></tr> <tr><td>Raio Menor</td><td>0,00</td></tr> </table>	V_{solo}	0,000	Raio Maior	0,00	Raio Menor	0,00			
V_{solo}	0,000									
Raio Maior	0,00									
Raio Menor	0,00									
	DIMENSIONAMENTO À COMPRESSÃO									
	$F_{\text{compressão}} = 55500,0 \text{ Kgf}$ $FS = 3$ $\sigma_{\text{adm}} = 3,67 \text{ Kgf / cm}^2$ $A_{\text{base}} = 5026,54825 \text{ cm}^2$ $P_{\text{total 2}} = 18437,2533 \text{ Kgf}$	$F_{\text{compressão}} < P_{\text{total 2}}$ VERIFICAÇÃO = REVISAR Dados do Solo (Terzaghi) $\sigma_R = 1,2 \cdot c \cdot N_c + \gamma \cdot L \cdot N_q + 0,6 \cdot \gamma \cdot (B/2) \cdot N_y$ $c = 0,312500 \text{ Kg/cm}^2$ $\phi = 20,0^\circ$ $\gamma = 0,0019 \text{ Kg/cm}^3$ $\sigma_R = 11,00 \text{ kg/cm}^2$ $N_c = 17,7$ $N_y = 5,0$ $N_q = 7,4$								
ESFORÇOS ATUANTES	DADOS DE CÁLCULO	GEOMETRIA DO TUBULÃO								
$F_{\text{tração}} = 36600 \text{ Kgf}$ $F_{\text{compressão}} = 55500 \text{ Kgf}$	$\sigma_{\text{adm}} = 3,7 \text{ Kgf / cm}^2$ $\gamma_{\text{solo}} = 1900 \text{ Kgf / m}^3$ $f_{ck \text{ concr.}} = 200 \text{ Kgf / cm}^2$ $\gamma_{\text{concret.}} = 2500 \text{ Kgf / m}^3$ $f_{yd} = 4348 \text{ Kgf / cm}^2$	Prof. Escavada = 255 cm Altura do Fuste = 255 cm \uparrow fuste = 80 cm \uparrow base = 80 cm Altura do Cone = 0 cm								

Fonte: Do autor, 2012

Figura 06 – Verificação da fundação existente nos estais.

	DIMENSIONAMENTO À TRAÇÃO									
	$F_{\text{tração}} = 9360,00 \text{ Kgf}$	$P_{\text{total 1 / F tração}} \geq 1,5$ VERIFICAÇÃO = REVISAR								
	$P_{\text{solo}} = 0,00$ $P_{\text{concr.}} = 5106,55$ $P_{\text{total 1}} = 5106,55$									
	VOLUME DO CONCRETO									
	<table border="1"> <tr><th colspan="2">Volume</th></tr> <tr><td>Fuste</td><td>$V1 = 1,443$</td></tr> <tr><td>Bloco</td><td>$V2 = 0,600$</td></tr> <tr><td>V_{total}</td><td>2,043</td></tr> </table>	Volume		Fuste	$V1 = 1,443$	Bloco	$V2 = 0,600$	V_{total}	2,043	
Volume										
Fuste	$V1 = 1,443$									
Bloco	$V2 = 0,600$									
V_{total}	2,043									
	VOLUME DO SOLO									
	<table border="1"> <tr><td>V_{solo}</td><td>0,000</td></tr> <tr><td>Raio Maior</td><td>0,00</td></tr> <tr><td>Raio Menor</td><td>0,00</td></tr> </table>	V_{solo}	0,000	Raio Maior	0,00	Raio Menor	0,00			
V_{solo}	0,000									
Raio Maior	0,00									
Raio Menor	0,00									
	DIMENSIONAMENTO À COMPRESSÃO									
	$F_{\text{compressão}} = 7540,0 \text{ Kgf}$ $FS = 3$ $\sigma_{\text{adm}} = 3,82 \text{ Kgf / cm}^2$ $A_{\text{base}} = 5026,54825 \text{ cm}^2$ $P_{\text{total 2}} = 19191,1015 \text{ Kgf}$	$F_{\text{compressão}} < P_{\text{total 2}}$ VERIFICAÇÃO = OK Dados do Solo (Terzaghi) $\sigma_R = 1,2 \cdot c \cdot N_c + \gamma \cdot L \cdot N_q + 0,6 \cdot \gamma \cdot (B/2) \cdot N_y$ $c = 0,3125 \text{ kgf/cm}^2$ $\phi = 20,0^\circ$ $\gamma = 0,0019 \text{ Kg/cm}^3$ $\sigma_R = 11,45 \text{ kg/cm}^2$ $N_c = 17,7$ $N_y = 5,0$ $N_q = 7,4$								
ESFORÇOS ATUANTES	DADOS DE CÁLCULO	GEOMETRIA DO TUBULÃO								
$F_{\text{tração}} = 9360 \text{ Kgf}$ $F_{\text{compressão}} = 7540 \text{ Kgf}$	$\sigma_{\text{adm}} = 3,8 \text{ Kgf / cm}^2$ $\gamma_{\text{solo}} = 1900 \text{ Kgf / m}^3$ $f_{ck \text{ concr.}} = 200 \text{ Kgf / cm}^2$ $\gamma_{\text{concret.}} = 2500 \text{ Kgf / m}^3$ $f_{yd} = 4348 \text{ Kgf / cm}^2$	Prof. Escavada = 287 cm Altura do Fuste = 287 cm \uparrow fuste = 80 cm \uparrow base = 80 cm Altura do Cone = 0 cm								

Fonte: Do autor, 2012

2.7.3 Reforço de fundações

O reforço tem como objetivo, adequar à capacidade de carga admissível da fundação existente, de forma que a mesma venha a suportar os esforços solicitantes a que estará sendo submetida.

Os reforços de fundações podem ser executados de duas formas distintas (Hachich, et al, 1998):

- Execução do reforço na própria fundação existente (mantendo o mesmo tipo de fundação);
- Substituição da fundação original.

2.7.4 Escolha do tipo de reforço

Neste estudo, optou-se como solução de reforço fundação profunda, substituindo a atual, e desprezando-se a absorção dos tubulões existentes, por ser pequena sua parcela de contribuição na absorção dos esforços solicitantes. A solução deverá apresentar elevada capacidade de carga admissível em pequena profundidade, de forma a resistir com segurança, aos esforços de tração, compressão e cargas horizontais que a estrutura estará sujeita. Além de evitar a interferência com a fundação existente. Levando em consideração o que foi citado, optou-se no presente, trabalho por estaca raiz como reforço.

2.7.5 Determinação da capacidade de carga da estaca raiz

Baseado no perfil estratigráfico estimado, elaborado de acordo com as informações dos perfis de sondagem, realizou-se o cálculo da capacidade de carga da estaca raiz através dos métodos de Aoki & Velloso (1975), Décourt e Quaresma (1978) e David Cabral (1996). O dimensionamento foi realizado para estacas de Ø 20 cm, Ø 25 cm e Ø 31 cm de diâmetro, apoiadas nas profundidades de 6,00m, 7,00m e 8,00 m, para cada um dos furos de sondagem (SP-01, SP-02). Os esforços de compressão atuantes na base da torre e nos estais são de 55,50 tf e 7,54 tf. Já os esforços de tração são, respectivamente, 36,60 tf e 9,36 tf.

Adotou-se para carga admissível (Q_{adm}) a média entre os resultados obtidos em relação aos dois furos (SP-01 e SP-02), de acordo com a profundidade e diâmetro da estaca avaliada. Para a capacidade de carga admissível a compressão (Q_{cadm}), adotou-se a capacidade de ponta somada à contribuição do atrito lateral. Para capacidade de carga admissível a tração, adotou-se apenas a parcela do atrito lateral, sendo esse raciocínio, adotado para todos os métodos anteriormente citados.

2.7.5.1 Capacidade de carga admissível pelo método de Aoki & Velloso (1975)

Este método tem sua origem através de correlações, entre os resultados obtidos dos ensaios de penetração estática (cone) e dinâmica (SPT). A teoria para a estimativa da capacidade de cargas das estacas é baseada no ensaio de penetração estática, obtidas através da utilização do coeficiente K (coeficiente de conversão da resistência da ponta do cone para $NSPT$), multiplicando-se os resultados dos ensaios de SPT pelo fator de correção K . O coeficiente α é a relação entre as resistências de ponta e lateral local, do ensaio de penetração estática. (VARGAS, 1977).

Contam também os coeficiente F_1 e F_2 , que fazem a correção da resistência de ponta e lateral. A expressão (Equação 2) que avalia a capacidade de carga última, ou de ruptura da estaca é representada por:

$$Q_{ult} = Q_p + Q_L \text{ (kN)} \quad \text{equação (2)}$$

$$Q_{ult} = a_p \cdot \frac{(K \cdot N_p)}{F_1} + P \sum \frac{(\alpha \cdot K \cdot N_m)}{F_2} \Delta L \quad \text{equação (3)}$$

Em que:

Q_{ult} = Capacidade de carga última (carga de ruptura);

Q_L = Capacidade de carga lateral;

Q_P = Capacidade de carga de ponta;

a_p = Área de ponta da estaca;

P = Perímetro da estaca;

ΔL = Espessura de cada camada de solo;

N_p = N_{spt} próximo à camada de solo;

F_1 = Coeficiente de correção de resistência de ponta;

F_2 = Coeficiente de correção de resistência lateral;

K e α = Variáveis que dependem do tipo de solo.

$N_m(\leq 50) = N_{spt}$ Médio para cada ΔL ,

De acordo com a Norma Brasileira NBR 6.122/96, para determinação da carga admissível do solo, usa-se um fator de segurança global (2,0) sobre a carga de ruptura calculada na expressão abaixo:

$$Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{FS} \quad \text{e} \quad Q_{adm} = \frac{Q_{ult}}{2} \quad \text{equação (4) e equação (5)}$$

A Tabela 2 apresenta o resumo dos resultados das capacidades de cargas admissíveis à compressão e tração encontradas por este método, de acordo com as respectivas cargas aplicadas no elemento de fundação da torre e estais.

Para a carga admissível (Q_{cadm}), adotou-se a média dos valores, entre os dois furos de sondagem. Na Tabela 2 consta o número de estacas necessárias de acordo com o diâmetro e profundidade considerada.

Tabela 02 – Capacidade de cargas admissíveis pelo método de Aoki Velloso (1975).

ANÁLISE CAPACIDADE DE CARGA - MÉTODO AOKI & VELLOSO (1975)										
Qc adm - Capacidade de carga admissível à compressão (tf)										
Ø/ h apoio	0,2	0,25	0,31							
Sondagem	6,00	7,00	8,00	6,00	7,00	8,00	6,00	7,00	8,00	(m)
SP-01	12,05	22,43	28,00	16,07	31,79	38,90	21,44	45,00	54,05	(tf)
SP-02	19,75	25,03	30,53	28,59	35,19	42,06	41,27	49,45	57,97	(tf)
Qc adm	15,90	23,73	29,27	22,33	33,49	40,48	31,36	47,23	56,01	(tf)
Compressão Atuante (Torre)	55,50	55,50	55,50	55,50	55,50	55,50	55,50	55,50	55,50	(tf)
Quantidade de Estacas (Torre)	4	3	2	3	2	2	2	2	1	
Compressão Atuante (Estai)	7,54	7,54	7,54	7,54	7,54	7,54	7,54	7,54	7,54	(tf)
Quantidade de Estacas (Estai)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
Qt adm - Capacidade de carga admissível à tração (tf)										
Ø/ h apoio	0,2	0,25	0,31							
Sondagem	6,00	7,00	8,00	6,00	7,00	8,00	6,00	7,00	8,00	(m)
SP-01	8,80	10,44	15,50	11,00	13,05	19,38	13,63	16,18	24,03	(tf)
SP-02	7,26	12,53	18,03	9,07	15,67	22,54	11,25	19,43	27,95	(tf)
Qc adm	8,03	11,49	16,77	10,04	14,36	20,96	12,44	17,81	25,99	(tf)
Tração Atuante (Torre)	36,60	36,60	36,60	36,60	36,60	36,60	36,60	36,60	36,60	(tf)
Quantidade de Estacas (Torre)	5	4	3	4	3	2	3	3	2	
Tração Atuante (Estai)	9,36	9,36	9,36	9,36	9,36	9,36	9,36	9,36	9,36	(tf)
Quantidade de Estacas (Estai)	2	1	1	1	1	1	1	1	1	

Fonte: Do Autor, 2012.

2.7.5.2 Capacidade de carga admissível pelo método de Décourt & Quaresma (1978)

Foi apresentado pelos engenheiros Luciano Décourt e Arthur Quaresma, um método que estima a capacidade de carga das estacas baseado nos valores do NSPT. Originalmente foi desenvolvido para estacas de deslocamento, do tipo pré-moldados, mas como no método de Aoki & Velloso (1975), têm-se feita adequações para que se possa utilizar em outros tipos de estacas.

Décourt, visando utilizar o método em diferentes tipos de estacas, em 1996 incluiu na equação coeficientes de ponderação para a ponta (α) e para o atrito lateral (β). Sendo assim, a capacidade de carga de ruptura do elemento de fundação (QR), pode ser obtido através da equação (equação 6):

$$QR = QL + Qp \quad \text{equação (6)}$$

Em que:

QR: capacidade de carga de ruptura do elemento de fundação

QL: carga suportada pelo atrito lateral da estaca com o solo

Qp: carga suportada pela ponta da estaca

$$QL = \Sigma[U \cdot \Delta Li \cdot (3,33 \cdot N_{\text{médio}} + 10) \cdot \beta] \quad \text{equação (7)}$$

Em que:

QL: carga suportada pelo atrito lateral da estaca com o solo

ΔLi : comprimento da estaca na camada i

$N_{\text{médio}}$ ($3 \leq N_{\text{médio}} \leq 50$): valor do N_{spt} médio na camada i

U: perímetro da estaca

β : coeficiente de ponderação para o atrito lateral na camada i

$$Qp = k \cdot Np \cdot Ap \cdot \alpha \quad \text{equação (8)}$$

Em que:

Qp: carga suportada pela ponta da estaca;

k: coeficiente que correlaciona à resistência a penetração (N_{spt}), com a resistência de ponta, em função do tipo de solo;

Np ($3 \leq Np \leq 50$): N_{spt} da base da estaca (N_{spt} resultante da média de três valores obtidos ao nível da ponta da estaca, imediatamente acima e abaixo desta);

Ap : área da base(ponta) da estaca em m^2 ;

α : coeficiente de ponderação para ponta.

De acordo com a norma brasileira NBR 6122/96, o coeficiente de segurança (FS) global é igual a 2. Porém, no método de Décourt & Quaresma (1978) são empregados coeficientes de segurança parciais. No caso da capacidade de ponta é utilizado $FSp=4$ e para o atrito lateral $FSL=1,3$. Sendo adotado para carga admissível da estaca (Q_{adm}), o menor valor entre as duas condições:

$$Q_{adm} = \frac{Q_R}{2} \quad e \quad Q_{adm} = \frac{Q_L}{1,3} + \frac{Q_p}{4} \quad \text{equação (9) e (10)}$$

A Tabela 03 apresenta os valores das capacidades de cargas admissíveis à compressão e tração através do método mencionado.

Tabela 03 – Capacidade de cargas admissíveis pelo método de Décourt e Quaresma (1978).

ANÁLISE CAPACIDADE DE CARGA - MÉTODO DÉCOURT QUARESMA (1978)										
Qc adm - Capacidade de carga admissível à compressão (tf)										
Ø/h apoio	0,2			0,25				0,31		(m)
Sondagem	6,00	7,00	8,00	6,00	7,00	8,00	6,00	7,00	8,00	(m)
SP-01	18,76	23,48	31,24	24,59	31,07	40,79	32,17	41,09	53,18	(tf)
SP-02	19,09	27,08	35,39	25,63	35,61	46,01	34,41	46,79	59,68	(tf)
Qc adm	18,93	25,28	33,32	25,11	33,34	43,40	33,29	43,94	56,43	(tf)
Compressão Atuante (Torre)	55,50	55,50	55,50	55,50	55,50	55,50	55,50	55,50	55,50	(tf)
Quantidade de Estacas (Torre)	3	3	2	3	2	2	2	2	1	
Compressão Atuante (Estai)	7,54	7,54	7,54	7,54	7,54	7,54	7,54	7,54	7,54	(tf)
Quantidade de Estacas (Estai)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
Qt adm - Capacidade de carga admissível à tração (tf)										
Ø/h apoio	0,2			0,25				0,31		(m)
Sondagem	6,00	7,00	8,00	6,00	7,00	8,00	6,00	7,00	8,00	(m)
SP-01	15,15	17,98	25,66	18,93	22,47	32,08	23,48	27,86	39,77	(tf)
SP-02	13,44	21,42	26,74	16,80	26,78	37,18	20,83	33,21	46,10	(tf)
Qc adm	14,30	19,70	26,20	17,87	24,63	34,63	22,16	30,54	42,94	(tf)
Tração Atuante (Torre)	36,60	36,60	36,60	36,60	36,60	36,60	36,60	36,60	36,60	(tf)
Quantidade de Estacas (Torre)	3	2	2	3	2	2	2	2	1	
Tração Atuante (Estai)	9,36	9,36	9,36	9,36	9,36	9,36	9,36	9,36	9,36	(tf)
Quantidade de Estacas (Estai)	1	1	1	1	1	1	1	1	1	

Fonte: Do Autor, 2012.

2.7.5.3 Capacidade de carga admissível pelo método de David Cabral (1996)

A capacidade de carga de uma estaca raiz, obtida pelo método de David Cabral (1996), leva em consideração a pressão de injeção. Faz o uso de valores de β_0 e β_1 que tem seus valores relacionados ao tipo de solo, porém não faz uso dos coeficientes K e α . Contudo o método adotado por David Cabral (1996) segue o propósito, qual seja, calcular a capacidade de ponta e o atrito lateral da estaca no solo.

Portanto a máxima carga a compressão de ruptura que a estaca resiste pode ser determinada pela expressão (Equação 11):

$$Q_r = Q_L + Q_p \quad \text{equação (11)}$$

Sendo que:

$$Q_L = \beta_0 \times \beta_1 \times N_{spt} \times A_l = a \times A_l \quad \text{equação (12)}$$

$$Q_p = \beta_0 \times \beta_2 \times N_{spt} \times A_p = b \times A_p \quad \text{equação (13)}$$

Em que:

Q_r = Carga de ruptura;

Q_l = Carga resistida pelo atrito lateral;

Q_p = Carga resistida pela ponta;

β_1 e β_2 = Coeficientes em função de cada tipo de solo;

D = Diâmetro final da estaca;

$A_l = U \times L_i$ = Área lateral (cm^2);

$U = p \times B$ = Perímetro da estaca (cm);

A_p = Área da ponta da estaca (cm^2);

σ = Pressão de injeção, normalmente em torno de 1 a 4 kgf/cm^2 , adotado para esse estudo o valor de 2 kgf/cm^2

São adotado valores da NBR 6122, para que se trabalhe com segurança (equação 14 e 15).

$$Q_{ad} = \frac{Q_R}{2} \quad \text{equação (14)}$$

Sendo que:

$$Q_{ad} = \frac{Q_L}{0,8} \quad \text{equação (15)}$$

A Tabela 04 apresenta um resumo dos valores das capacidades de cargas admissíveis à compressão e tração obtidas por este método.

Tabela 04 – Capacidade de cargas admissíveis pelo método de David Cabral (1996).

ANÁLISE CAPACIDADE DE CARGA - MÉTODO DAVID CABRAL (1996)									
Qc adm - Capacidade de carga admissível à compressão (tf)									
\emptyset / h apoio	0,2			0,25			0,31		(m)
Sondagem	6,00	7,00	8,00	6,00	7,00	8,00	6,00	7,00	(m)
SP-01	17,22	33,33	41,82	21,36	43,00	53,23	26,06	54,73	(tf)
SP-02	29,64	38,04	45,81	38,76	48,82	57,99	50,01	61,82	(tf)
Qc adm	23,43	35,69	43,82	30,06	45,91	55,61	38,04	58,28	(tf)
Compressão Atuante (Torre)	55,50	55,50	55,50	55,50	55,50	55,50	55,50	55,50	(tf)
Quantidade de Estacas (Torre)	3	2	2	2	2	1	2	1	
Compressão Atuante (Estai)	7,54	7,54	7,54	7,54	7,54	7,54	7,54	7,54	(tf)
Quantidade de Estacas (Estai)	1	1	1	1	1	1	1	1	
Qt adm - Capacidade de carga admissível à tração (tf)									
\emptyset / h apoio	0,2			0,25			0,31		(m)
Sondagem	6,00	7,00	8,00	6,00	7,00	8,00	6,00	7,00	(m)
SP-01	14,10	21,79	29,80	16,71	25,85	35,38	19,37	30,00	(tf)
SP-02	17,62	25,78	33,79	20,90	30,61	40,13	24,26	35,55	(tf)
Qc adm	15,86	23,79	31,80	18,81	28,23	37,76	21,82	32,78	(tf)
Tração Atuante (Torre)	36,60	36,60	36,60	36,60	36,60	36,60	36,60	36,60	(tf)
Quantidade de Estacas (Torre)	3	2	2	2	2	1	2	1	
Tração Atuante (Estai)	9,36	9,36	9,36	9,36	9,36	9,36	9,36	9,36	(tf)
Quantidade de Estacas (Estai)	1	1	1	1	1	1	1	1	

Fonte: Do Autor, 2012.

2.8 DEFINIÇÃO DA SOLUÇÃO COMO REFORÇO

Analizados os resultados obtidos pelos métodos de dimensionamento demonstrados anteriormente, optou-se no presente trabalho pelo método de David Cabral (1996), pelo fato do mesmo ter apresentado os resultados mais satisfatórios.

De acordo com o dimensionamento geotécnico, realizado através do método de David Cabral (1996), o reforço da base da torre será constituído por duas estacas raiz de $\varnothing 20$ cm, apoiada na profundidade de 7,0 m. Pois caso fosse adotada apenas uma estaca, seria necessário perfurar o tubulão existente, tornando inexecutável esta solução, por não ter espaço para os equipamentos necessários à execução e também por questões econômicas. Já para os estais, o reforço consistiu-se de oito estacas raiz $\varnothing 20$ cm apoiadas na profundidade de 6,0m.

Acabou por se desprezar o tubulão existente, por questões técnicas e executivas. Assim, o bloco de coroamento poderia apoiar-se acima do existente, podendo aproveitar a base como fôrma, e não prejudicando a transferência dos esforços por meio das bielas comprimidas.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Entre os métodos aplicados no presente trabalho, o que apresentou os resultados mais satisfatórios foi o de David Cabral (1996). Isso se deve ao fato deste método levar em consideração a pressão de injeção, que no presente caso foi de 2 kgf/cm^2 . A referida pressão foi considerada apenas a partir dos 4 m de profundidade, visando evitar o rompimento do solo da superfície. Em virtude disso, adotou-se neste estudo, o dimensionamento dos reforços de fundação feitos com base neste método.

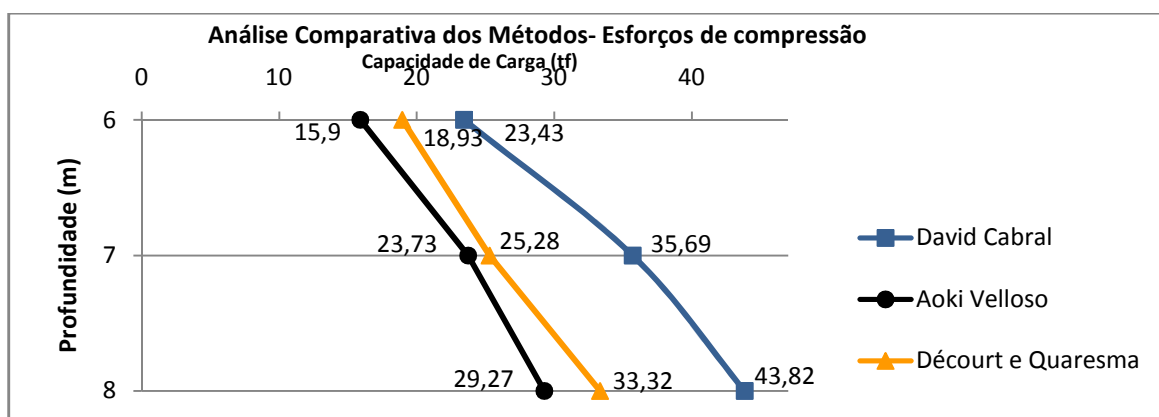
Logo, o reforço da base da torre ficou constituído por duas estacas raiz de $\varnothing 20$ cm apoiada na profundidade de 7,0 m. Já para os estais, o reforço consistiu-se de oito estacas raiz $\varnothing 20$ cm apoiadas na profundidade de 6,0m.

Caso não fosse levada em consideração a pressão de injeção no método de David Cabral (1996), o método de Décourt & Quaresma (1978) seria o que apresentaria melhores resultados, seguido por David Cabral (1996) e por último o de Aoki &

Velloso (1975), conforme Figuras 7 e 8. Entre os métodos analisados o que apresentou ser mais conservador foi o método de Aoki & Velloso (1975), indicando os menores valores de capacidade de carga admissível do solo.

Para a determinação da capacidade de carga admissível na compressão, leva-se em consideração a capacidade de ponta somada à parcela do atrito lateral. Na sequência é possível comparar os resultados encontrados (Figura 07) para cada um dos métodos, para um $\phi 20$ cm, nas profundidades de 6m, 7m e 8m.

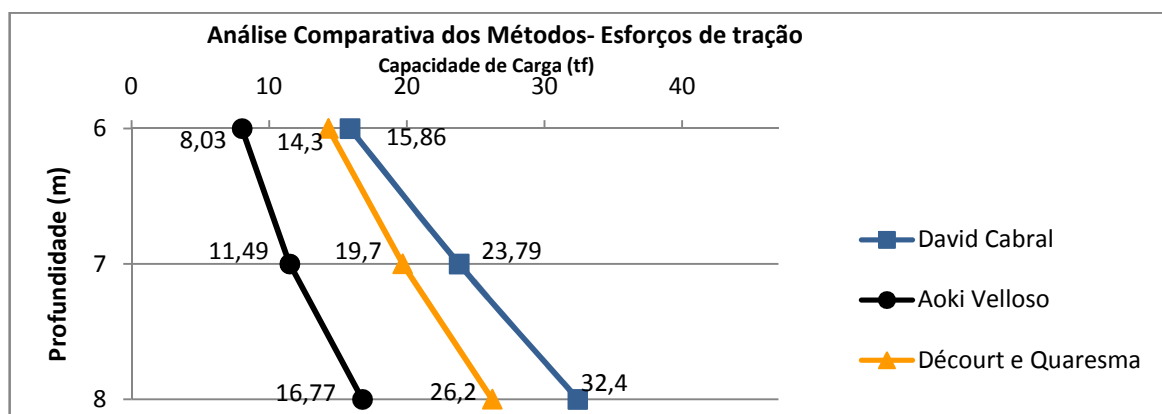
Figura 07 – Análise comparativa dos métodos – Esforço de Compressão.



Fonte: Do Autor, 2012.

No caso da determinação da capacidade de carga admissível na tração, só levou-se em consideração a parcela do atrito lateral, conforme resultados da figura 08.

Figura 08 – Análise comparativa dos métodos – Esforço de Tração.



Fonte: Do Autor, 2012.

3.1 ESTIMATIVA DE CUSTO

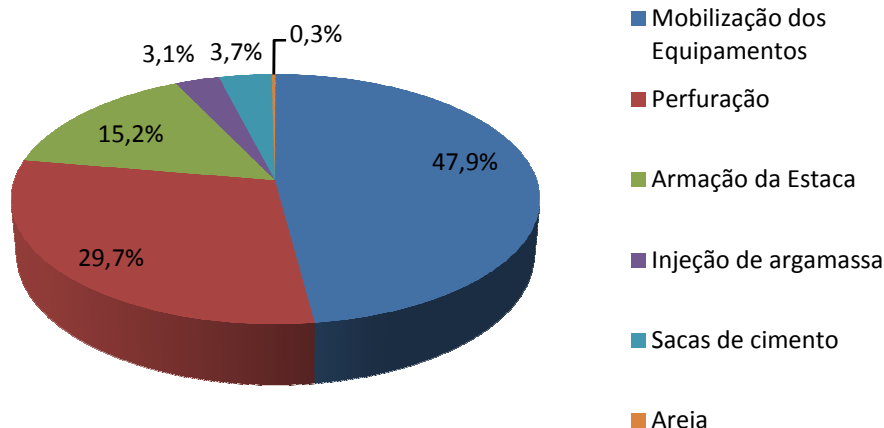
O custo para execução do reforço de fundação, formado por 2 estacas raiz de 20 cm de diâmetro, com 7,3 metros de comprimento e 6 barras de $\varnothing 16$ mm, para a base da torre e mais 8 estacas com 20 cm de diâmetro, com 6,1 m de comprimento e 5 barras de $\varnothing 12,5$ mm para os estais, totalizando 10 estacas, resultou no valor de R\$ 41.711,26, conforme informações repassadas pelas empresas Fundasul, AM Telecomunicações e Roca Fundações, valor este detalhado na tabela 05.

Tabela 05 – Preço para implantação do reforço com estaca raiz.

	Descrição de Serviço	Unid.	Quantidade	Custo Base 2012	
				Preço unit.	Preço total
1	Estaca Raiz				
1.1	Mobilização de Equipamentos	-	1	R\$ 20.000,00	R\$ 20.000,00
1.2	Perfuração	m	62	R\$ 200,00	R\$ 12.400,00
1.3	Armação da estaca				
1.3.1	Armadura ($\varnothing 5$)	kg	19,65	R\$ 13,94	R\$ 273,92
1.3.2	Armadura ($\varnothing 12,5$)	kg	286,91	R\$ 13,18	R\$ 3.781,47
1.3.3	Armadura ($\varnothing 16$)	kg	164,76	R\$ 13,91	R\$ 2.291,81
1.4	Injeção de argamassa (saca de 50kg)	Sc	65	R\$ 20,00	R\$ 1.300,00
1.5	Cimento para Injeção (saca de 50kg)	Sc	65	R\$ 23,90	R\$ 1.553,50
1.6	Areia	m ³	3,35	R\$ 33,00	R\$ 110,55
				Total:	R\$ 41.711,26

Fonte: Do autor, 2012

Figura 09 – Percentual no custo dos elementos para a execução do reforço.



Fonte: Do autor, 2012

4. CONCLUSÕES

A solução como estrutura de reforço da fundação existente, foi estaca raiz, por atender aos esforços de tração e compressão e cargas horizontais, aos quais a

estrutura estará submetida, apresentando ainda, alta capacidade de carga em pequena profundidade.

Entre os métodos estudados, o método de Aoki & Velloso (1975) demonstrou-se o mais conservador.

Entre os métodos aplicados no presente trabalho, o que apresentou os resultados mais satisfatórios foi o de David Cabral (1996). Isso se deve ao fato deste método levar em consideração a pressão de injeção, que no presente caso foi de 2 kgf/cm². Em virtude disso, adotou-se neste trabalho o dimensionamento dos reforços de fundação feitos com base neste método.

De acordo com o dimensionamento geotécnico, realizado através do método de David Cabral (1996), o reforço da base da torre ficou constituído por duas estacas raiz de $\varnothing 20$ cm, apoiadas na profundidade de 7,0 m. Já para os estais, o reforço consistiu de oito estacas raiz $\varnothing 20$ cm, apoiadas na profundidade de 6,0m.

5. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio**: NBR 6484. Rio de Janeiro, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de fundações**: NBR 6122. Rio de Janeiro, 1996.

BERKENBROCK, Verônica. **Dimensionamento do Reforço de Fundação de uma Torre Metálica Autoportante Triangular com Estaca Raiz - Estudo de caso**. 2008. Trabalho de conclusão de curso (Graduação) – Universidade do Extremo Sul Catarinense - UNESC, Criciúma-SC.

HACHICH, Waldemar; FALCONI, Frederico; SAES, José; FROTA, Régis; CARVALHO, Celso; NIYAMA, Sussumu. **Fundações: Teoria e Prática**. Pini, São Paulo, 1998.

OLIVEIRA, Antônio; BRITO, Sérgio. **Geologia de Engenharia**. ABGE. São Paulo, 1998.

PREFEITURA MUNICIPAL DE UBERABA/MG. Disponível em: http://www.uberaba.mg.gov.br/portal/acervo/agua_viva/arquivos/avaliacao_paleontologica/Avaliacao%20Preliminar%20das%20Potencialidades%20Paleontologicas.pdf. Acesso em 23 de março de 2012.

SOARES, J. M. D. S. **Fundações Profundas – Carga Admissível**, Apostila de Fundações, UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA (UFSM).

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações:fundações profundas**. Oficina de Textos, São Paulo, 2010.